

4. 堆積土圧の算定

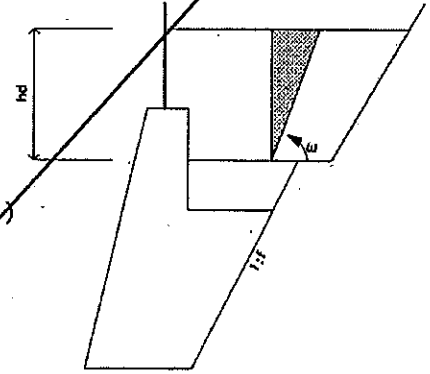
崩壊土砂、裏込め土砂の土質定数が違うことから、別個に土圧を算出する。

1) 崩壊土砂による土圧

土圧の算定は試行かさび土圧(盛土部土圧)とし、背面土の勾配は水平とする。

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

ここに、  
 $W$ : 土くさびの重量(kN/m)  
 $P$ : 土圧合力(kN/m)  
 $\alpha$ : 壁背面と鉛直面のなす角(°)  
 $\phi$ : 土のせん断抵抗角(°)  
 $\delta$ : 壁面摩擦角(°)  
 $\omega$ : 仮定したすべり面と水平面のなす角(°)



奥行き土圧作用幅  $L = 1.0$  m

崩壊土砂の堆積高さ  $hd = 2.22$  m

崩壊土砂の単位体積重量  $\gamma d = 18.0$  kN/m<sup>3</sup>

崩壊土砂の内部摩擦角  $\phi d = 30$  °

土圧作用面と鉛直面のなす角度  $\alpha w = 0$  °

壁面摩擦角  $\delta = 30$  ° (=φ土と土)

すべり角 $\omega$ °	土重 $Wd$ kN/m	土圧合力 $Pd$ kN/m
53.00	33.45	13.16
54.00	32.26	13.19
55.00	31.08	13.18

最大値

土圧合力  $Pd = 13.19$  kN/m

土圧水平力  $Pdh = Pd \cdot \cos(\alpha + \delta) = 13.19 \times \cos(30.00^\circ) = 11.42$  kN/m

土圧鉛直力  $Pdv = Pd \cdot \sin(\alpha + \delta) = 13.19 \times \sin(30.00^\circ) = 6.59$  kN/m

2) 裏込め土による土圧

試行くさび法(切土部土圧)により求める。  
(すべり線と地山線が同じ点で発する場合)

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \delta')}{\cos(\omega - \delta' - \alpha - \delta)}$$

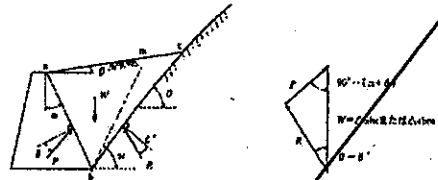


図 2-7 切土部土圧の算定

ここに、  
 $W$ : 土くさびの重量(kN/m)  
 $P$ : 土圧合力(kN/m)  
 $\alpha$ : 壁背面と鉛直面のなす角( $^\circ$ )  
 $\delta'$ : 切り土面におけるすべり摩擦角( $^\circ$ )  
 $\delta$ : 壁面摩擦角( $^\circ$ )  
 $\omega$ : 仮定したすべり面と水平面のなす角( $^\circ$ )

奥行き土圧作用幅  $L = 1.0$  m

土圧作用高  $d1 = 2.0$  m

崩壊土砂の堆積高  $hd = 2.22$  m

裏込め土砂の単位体積重量  $\gamma u = 19.0$  kN/m<sup>3</sup>

裏込め土砂の内部摩擦角  $\phi u = 30$   $^\circ$

崩壊土砂の単位体積重量  $\gamma d = 18.0$  kN/m<sup>3</sup>

土圧作用面と鉛直面のなす角度  $\alpha w = 0$   $^\circ$

壁面摩擦角  $\delta = 20$   $^\circ$  ( $2/3 \phi$ )

切り土面の摩擦角  $\delta' = 30$   $^\circ$  (切り土面; 粗 =  $\phi$ )

切り土面の角度  $f = 1:0.5 = 63.47$   $^\circ$

すべり角 $\omega$ $^\circ$	土重 $W_u$ kN/m	換算荷重 $q$ kN/m	土圧合力 $P_{ud}$ kN/m
63.47	19.50	39.85	33.38
64.00	18.56	38.96	33.14

最大値

土圧合力  $P_{ud} = 33.375$  kN/m

土圧水平力  $P_{udh} = P_{ud} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 33.38 \times \cos(20.00^\circ) = 31.36$  kN/m

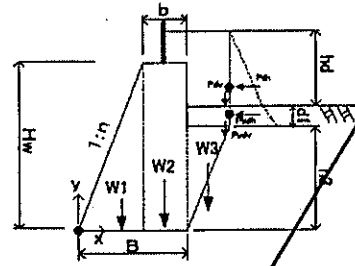
土圧鉛直力  $P_{udv} = P_{ud} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 33.38 \times \sin(20.00^\circ) = 11.41$  kN/m

### 5. 堆積土圧時の安定性検討

#### 1) 設計条件

奥行き1.0m当たり

壁高	Hw=	4.00	m
天端幅	b=	0.50	m
表法勾配	n=1:	0.50	
裏法勾配	m=1:	0.50	
裏法高	h3=	1.00	m
土圧作用高	d1=	2.00	m
崩壊土砂の堆積高	hd=	2.22	m
空きポケット高	hp=	1.00	m
崩壊土砂	水平方向土圧力 Pdh=	11.42	
	鉛直方向土圧力 Pdv=	6.59	
裏込め土	水平方向土圧力 Pudh=	31.36	
	鉛直方向土圧力 Pudv=	11.41	
基礎地盤の摩擦係数	$\mu$ =	0.60	
滑動の安全率	$F_s$ =	1.2	



コンクリートの単重	$\gamma_c$ =	23.0	kN/m <sup>3</sup>
崩壊土の単重	$\gamma_d$ =	18.0	kN/m <sup>3</sup>
裏込め土の単重	$\gamma_u$ =	19.0	kN/m <sup>3</sup>
基礎地盤の粘着力	$C_s$ =	0.0	kN/m <sup>2</sup>
地盤の許容支持力度	$q_a$ =	450.0	kN/m <sup>2</sup>
底板幅	B =	2.50	m

#### 2) 荷重計算

		計算式	W	V	作用位置	M
			kN	kN	m	kN·m
躯体自重	W1	$1/2 \times 4.00 \times 2 \times 0.50 \times 23.0$	-	92.00	x=1.33	122.36
	W2	$4.00 \times 0.50 \times 23.0$	-	46.00	x=2.25	103.50
	W3	$1/2 \times 0.50 \times 1.00 \times 1.0 \times 23.0$	-	5.75	x=2.67	15.33
裏込め土重		$(4.00 + 2.22 - 1.00) \times 1.0 \times 0.5 \times 19.0$	-	46.98	x=2.75	129.20
土圧	Pdh	4.1)項参照	11.42	-	y=3.74	-42.71
	Pdv	4.1)項参照	-	6.59	x=3.00	19.77
	Pudh	4.2)項参照	31.36	-	y=1.67	-52.27
	Pudv	4.2)項参照	-	11.41	x=3.00	34.23
合計(Σ)			42.78	208.73		329.41

#### 3) 安定計算

①転倒に対する安定性 :  $d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{329.41}{208.73} = 1.58 \text{ m}$

$|e| = B/2 - d = 2.50/2 - 1.58 = 0.33 \text{ m} \leq B/3 = 0.83 \text{ m}$  ... OK

②滑動に対する安定性 :

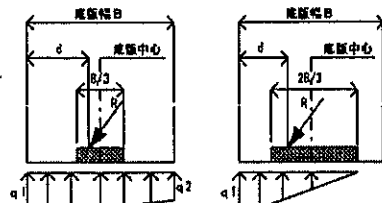
$$F_s = \frac{\mu \times \Sigma V + C_s \cdot l}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 208.73 + 0.00 \times 2.50}{42.78} = 2.93 \geq 1.20$$
 ... OK

③支持力に対する安定性 :

$|e| = \frac{0.33}{\Sigma V} = \frac{0.33}{208.73} \leq \frac{0.415}{6 \times 0.33} = \frac{0.415}{1.98} = B/6$  より台形分布となる。

$$q1 = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{208.73}{2.50} \left(1 + \frac{6 \times 0.33}{2.50}\right) = 149.6 \leq 450 \text{ kN/m}^2$$
 ... OK

$q2 = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{208.73}{2.50} \left(1 - \frac{6 \times 0.33}{2.50}\right) = 17.4 \leq 450 \text{ kN/m}^2$  ... OK



(a) 合力の作用点が底版中央の底版幅1/3の中にある場合(台形分布)  
 (b) 合力の作用点が底版中央の底版幅2/3の中にあらず底版中央の底版幅1/3の外にある場合(三角形分布)

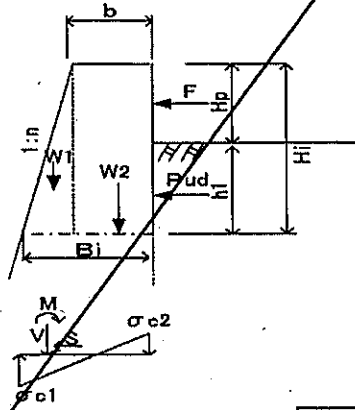
### 6. 躯体の断面応力度の検討

躯体の断面応力度の検討は最も危険となる断面で照査する。

ここでは、例として裏込め土地表面での計算結果を示すが、実際は天端から底面までの各点での照査を行う必要がある。

#### 1) 設計条件

照査位置 $H_i$ =	<input type="text" value="1.00"/> m (天端からの距離)	奥行き $L=1.0$ m 当たり
天端幅 $b$ =	<input type="text" value="0.50"/> m	
表法勾配 $n=1:$	<input type="text" value="0.50"/>	
裏法勾配 $m=1:$	<input type="text" value="0.00"/>	
空きポケット高 $H_p$ =	<input type="text" value="1.00"/> m	
土圧作用高 $h_l$ =	<input type="text" value="0.00"/> m	
水平方向土圧係数 $K_{audh}$ =	<input type="text" value="0.239"/> 2.項参照	
鉛直方向土圧係数 $K_{audv}$ =	<input type="text" value="0.138"/> 2.項参照	
裏込め土の単重 $\gamma_u$ =	<input type="text" value="23.0"/> kN/m <sup>3</sup>	
衝撃力 $F$ =	<input type="text" value="52.55"/> kN	
コンクリートの単重 $\gamma_c$ =	<input type="text" value="23.0"/> kN/m <sup>3</sup>	コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck}$ = <input type="text" value="18"/> N/mm <sup>2</sup>



$B_i = 1.00$  m

コンクリートの許容曲げ圧縮応力度  $\sigma_{ca} = 1.5(\sigma_{ck}/4) = 1.5(18/4) = 6.75$  N/mm<sup>2</sup>

コンクリートの許容曲げ引張り応力度  $\sigma_{cat} = 1.5(\sigma_{ck}/80) = 1.5(18/80) = 0.33$  N/mm<sup>2</sup>

コンクリートの許容せん断応力度  $\tau_{ca} = 1.5(\sigma_{ck}/100 + 0.15) = 1.5(18/100 + 0.15) = 0.49$  N/mm<sup>2</sup>

#### 2) 荷重計算

	計算式	S	V	作用位置	M
		KN	KN	m	KN·m
躯体自重	W1	$1/2 \times 1.00^2 \times 0.50 \times 23.00$	5.75	0.33	1.92
	W2	$1.00 \times 0.50 \times 23.00$	11.50	0.75	8.63
土圧	Puh	$1/2 \times h_l^2 \times k_{audh} \times \gamma_u$	0.00	0.00	0.00
	Puv	$1/2 \times h_l^3 \times k_{audv} \times \gamma_u$	0.00	1.00	0.00
衝撃力	F	3.項参照	52.55	0.50	-26.28
合計			52.55	17.25	-15.73

#### 3) 断面計算

$$d = \frac{M}{V} = \frac{-15.73}{17.25} = -0.91 \text{ m}$$

$$e = B_i/2 - d = 1.41 \text{ m}$$

コンクリート断面の縁応力度  $\sigma_{c1} = V/B_i \cdot (1+6e/B_i) = 163.4 \text{ kN/m}^2 = 0.164 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 6.75 \text{ N/mm}^2$   
 ..... OK

$\sigma_{c2} = V/B_i \cdot (1-6e/B_i) = -128.9 \text{ kN/m}^2 = -0.129 \text{ N/mm}^2 \geq -\sigma_{cat} = -0.33 \text{ N/mm}^2$   
 ..... OK

コンクリートのせん断応力度  $A = B_i \times 1.0 \text{ m} = 1.0 \text{ m}^2$

$\tau_c = S/A = 52.6 \text{ kN/m}^2 = 0.053 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ca} = 0.49 \text{ N/mm}^2$   
 ..... OK

### 1.3 フーチング付加の場合の設計計算例

#### ●設計計算項目

衝撃力作用時の安定計算	1. 崩壊土砂による移動の力 1) 設計定数 2) 移動の力
	2. 土圧の算定
	3. 衝撃力作用時の安定性検討 1) 設計条件 2) 荷重計算 3) 安定計算
堆積土圧時の安定計算	4. 堆積土圧の算定 1) 崩壊土砂による土圧 2) 裏込め土による土圧
	5. 堆積土圧時の安定性検討 1) 設計条件 2) 荷重計算 3) 安定計算
6. 躯体の断面応力度の検討 1) 設計条件 2) 荷重計算 3) 断面計算	

1. 崩壊土砂の移動の力

1) 設計定数

土石等の密度  $\rho_m = 1.8 \text{ t/m}^3$

重力加速度  $g = 9.8 \text{ m/s}^2$

土石等の比重  $\sigma = 2.6 \text{ t/m}^3$

土石等の容積濃度  $C = 0.5$

内部摩擦角  $\phi = 30^\circ$

流体抵抗係数  $f_b = 0.025$

2) 移動の力

「土砂災害防止に関する基礎調査の手引き」より下式により算出する。

$$F_{sm} = \rho_m g h_{sm} \left[ \left\{ \frac{b_u}{a} \left( 1 - \exp\left(-\frac{2aH}{h_{sm} \sin \theta}\right) \right) \cos^2(\theta_u - \theta_d) \right\} \exp\left(-\frac{2ax}{h_{sm}}\right) + \frac{b_d}{a} \left( 1 - \exp\left(-\frac{2ax}{h_{sm}}\right) \right) \right]$$

$$a = \frac{2}{(\sigma - 1)C + 1} f_b = \frac{2}{(2.6 - 1)0.5 + 1} \cdot 0.025 = 0.028$$

$$b_u = \cos \theta_u \left\{ \tan \theta_u - \frac{(\sigma - 1)C}{(\sigma - 1)C + 1} \tan \phi \right\}$$

$$b_d = \cos \theta_d \left\{ \tan \theta_d - \frac{(\sigma - 1)C}{(\sigma - 1)C + 1} \tan \phi \right\}$$

斜面高	移動の高さ	斜面勾配		距離	bu	bd	流速	移動の力
Hs	h <sub>sm</sub>	θ <sub>u</sub>	θ <sub>d</sub>	X			V	F <sub>sm</sub>
m	m	°	°	m			m/s	kN/m <sup>2</sup>
30.0	1.0	40	0	3.0	0.45	-0.26	7.64	105.1

## 2. 土圧の算定

土圧の算定は試行くさび土圧(切土部土圧)とし、背面土の勾配は水平とする。  
(すべり線と地山線が同じ点で発する場合)

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \delta')}{\cos(\omega - \delta' - \alpha - \delta)}$$

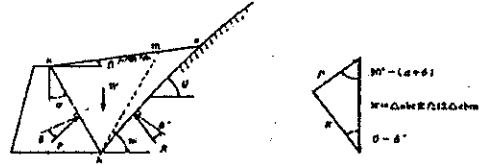


図 2-7 切土部土圧の算定

ここに、  
 W; 土くさびの重量(kN/m)  
 P; 土圧合力(kN/m)  
 $\alpha$ ; 壁背面と鉛直面のなす角( $^{\circ}$ )  
 $\delta'$ ; 切り土面におけるすべり摩擦角( $^{\circ}$ )  
 $\delta$ ; 壁面摩擦角( $^{\circ}$ )  
 $\omega$ ; 仮定したすべり面と水平面のなす角( $^{\circ}$ ):

奥行き土圧作用幅  $L = 1.0$  m

裏込め土高さ  $dh = 3.0$  m

裏込め土砂の単位体積重量  $\gamma_u = 19.0$  kN/m<sup>3</sup>

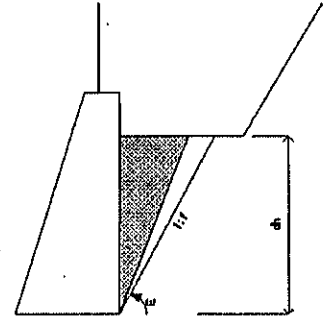
裏込め土砂の内部摩擦角  $\phi_u = 30$   $^{\circ}$

土圧作用面と鉛直面のなす角度  $\alpha_w = 0$   $^{\circ}$

壁面摩擦角  $\delta = 20$   $^{\circ}$  ( $2/3\phi$ )

切り土面の摩擦角  $\delta' = 30$   $^{\circ}$  (切土面;粗)

切り土面の角度  $f = 1:0.5 = 63.47$   $^{\circ}$



すべり角 $\omega$ $^{\circ}$	土重 W kN/m	土圧合力 Pud kN/m
63.47	42.75	24.23
64.00	41.77	24.06

最大値

土圧合力  $Pud = 24.23$  kN/m

土圧水平力  $Pudh = Pud \cdot \cos(\alpha + \delta) = 24.23 \times \cos(20.00^{\circ}) = 22.77$  kN/m

土圧鉛直力  $Pudv = Pud \cdot \sin(\alpha + \delta) = 24.23 \times \sin(20.00^{\circ}) = 8.28$  kN/m

換算土圧係数

$$\text{水平方向 } Kaudh = \frac{2 Pudh}{\gamma_d \cdot h_d^2} = \frac{2 \cdot 22.77}{19.0 \cdot 9.0} = 0.266$$

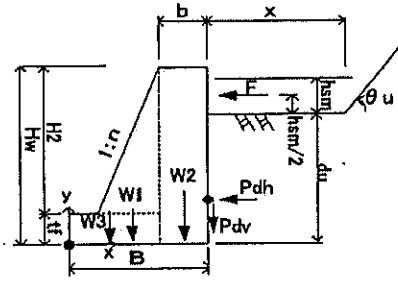
$$\text{鉛直方向 } Kaudv = \frac{2 Pudv}{\gamma_d \cdot h_d^2} = \frac{2 \cdot 8.28}{19.0 \cdot 9.0} = 0.097$$

3. 衝撃力作用時の安定性検討

1) 設計条件

奥行き1.0m当たり

- 壁高  $H_w = 4.00$  m
- 天端幅  $b = 0.50$  m
- 表法勾配  $n = 1: 0.50$
- フーチング厚  $t_f = 0.80$  m
- H-t  $H_2 = 3.20$  m
- 裏込め土高  $d_h = 3.00$  m
- 平場の距離  $x = 3.00$  m
- 斜面勾配  $\theta_u = 40.00^\circ$
- 移動の力  $F_{sm} = 105.1$  kN/m<sup>2</sup>
- 移動の高さ  $h_{sm} = 1.0$  m
- 待ち受け擁壁における  
衝撃力緩和係数  $\alpha = 0.5$
- 土圧の算出方法 試行くさび(切土部土圧)
- 基礎地盤の摩擦係数  $\mu = 0.60$  (砂質土)
- 滑動の安全率  $F_s = 1.0$



- コンクリートの単重  $\gamma_c = 23.0$  kN/m<sup>3</sup>
- 裏込め土の単重  $\gamma_u = 19.0$  kN/m<sup>3</sup>
- 基礎地盤の粘着力  $C_B = 0.00$  kN/m<sup>2</sup>
- 地盤の許容支持力度  $q_a = 450$  kN/m<sup>2</sup>
- 底版幅  $B = 3.00$  m

2) 荷重計算

	計算式	H	V	作用位置	M	
		kN	kN	m	kN·m	
躯体自重	W1	$1/2 \times 3.20^2 \times 0.50 \times 23.0$	-	58.88	$x=1.97$	116.99
	W2	$4.00 \times 0.50 \times 23.0$	-	46.00	$x=2.75$	126.50
	W3	$(3.00 - 0.50) \times 0.8 \times 23.0$	-	46.00	$x=1.25$	57.50
裏込土圧	Pdh	2項参照	22.77	-	$y=1.00$	-22.77
	Pdv	2項参照	-	8.28	$x=3.00$	24.84
衝撃力	F	$\alpha \cdot F_{sm} \cdot h_{sm}$	52.55	-	$y=3.50$	-183.93
合計(Σ)			75.32	159.16		118.13

3) 安定計算

①転倒に対する安定性 :  $d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{118.13}{159.16} = 0.74$  m

$|e| = B/2 - d = 3.00/2 - 0.74 = 0.76$  m  $\leq B/3 = 1.00$  m

... OK

②滑動に対する安定性 :  $F_s = \frac{\mu \times \Sigma V + C_B \cdot F}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 159.16 + 0.00 \times 3.00}{75.32} = 1.27 \geq 1.00$

... OK

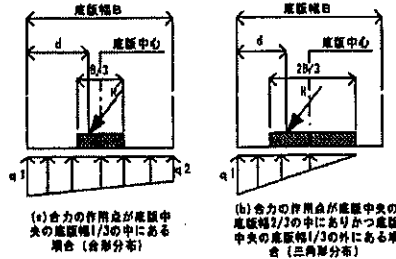
③支持力に対する安定性 :

$|e| = 0.76 \geq 0.5 = B/6$  より三角形分布となる。  
 $q_1 = \frac{2 \Sigma V}{3d} = \frac{2 \times 159.16}{3 \times 0.74} = 143.4 \leq 450$  kN/m<sup>2</sup>

... OK

$q_2 = 0.0 \leq 450$  kN/m<sup>2</sup>

... OK





4. 堆積土圧の算定

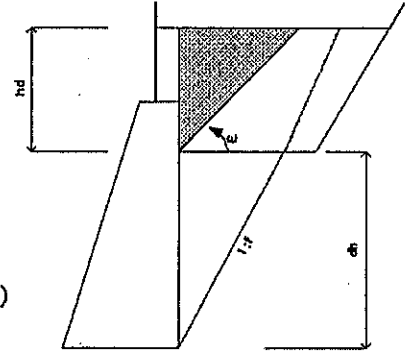
崩壊土砂、裏込め土砂の土質定数が違うことから、別個に土圧を算出する。

1) 崩壊土砂による土圧

土圧の算定は試行くさび土圧(盛土部土圧)とし、背面土の勾配は水平とする。

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

ここに、  
 W; 土くさびの重量(kN/m)  
 P; 土圧合力(kN/m)  
 $\alpha$ ; 壁背面と鉛直面のなす角(°)  
 $\phi$ ; 土のせん断抵抗角(°)  
 $\delta$ ; 壁面摩擦角(°)  
 $\omega$ ; 仮定したすべり面と水平面のなす角(°)



奥行き土圧作用幅 L =  m

崩壊土砂の堆積高さ hd =  m

崩壊土砂の単位体積重量  $\gamma_d$  =  kN/m<sup>3</sup>

崩壊土砂の内部摩擦角  $\phi_d$  =  °

土圧作用面と鉛直面のなす角度  $\alpha_w$  =  °

壁面摩擦角  $\delta$  =  ° (2/3  $\phi$ )

すべり角 $\omega$ °	土重 Wd kN/m	土圧合力 Pd kN/m
55.00	31.08	13.18
56.00	29.84	13.20
57.00	28.84	13.19

最大値

土圧合力 Pd =  kN/m

土圧水平力 Pdh = Pd · cos( $\alpha + \delta$ ) = 13.20 × cos(20.00°) =  kN/m

土圧鉛直力 Pdv = Pd · sin( $\alpha + \delta$ ) = 13.20 × sin(20.00°) =  kN/m

2)裏込め土による土圧

試行くさび法(切土部土圧)により求める。  
(すべり線と地山線が同じ点で発する場合)

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \delta)}{\cos(\omega - \delta' - \alpha - \delta)}$$

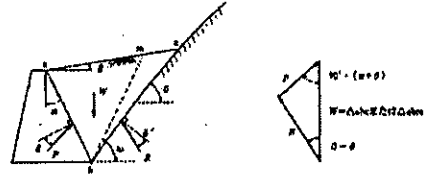
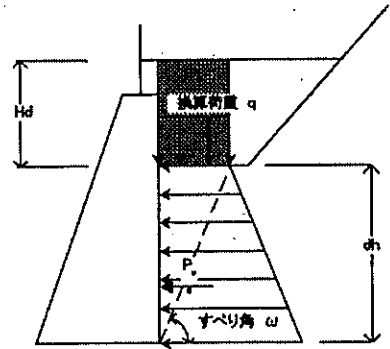


図 2-7 切土部土圧の算定

ここに、  
 W; 土くさびの重量(kN/m)  
 P; 土圧合力(kN/m)  
 $\alpha$ ; 壁背面と鉛直面のなす角( $^{\circ}$ )  
 $\delta'$ ; 切り土面におけるすべり摩擦角( $^{\circ}$ )  
 $\delta$ ; 壁面摩擦角( $^{\circ}$ )  
 $\omega$ ; 仮定したすべり面と水平面のなす角( $^{\circ}$ )



奥行き土圧作用幅 L =  m

裏込め土高 dh =  m

堆積高 hd =  m

裏込め土砂の単位体積重量  $\gamma_u$  =  kN/m<sup>3</sup>

裏込め土砂の内部摩擦角  $\phi_u$  =   $^{\circ}$

崩壊土砂の単位体積重量  $\gamma_d$  =  kN/m<sup>3</sup>

土圧作用面と鉛直面のなす角度  $\alpha_w$  =   $^{\circ}$

壁面摩擦角  $\delta$  =   $^{\circ}$  (2/3  $\phi$ )

切り土面の摩擦角  $\delta'$  =   $^{\circ}$  (切土面; 粗 =  $\phi$ )

切り土面の角度  $f$  =  =   $^{\circ}$

すべり角 $\omega$ $^{\circ}$	土重 $W_u$ kN/m	換算荷重 $q$ kN/m	土圧合力 $P_{ud}$ kN/m
63.47	41.77	58.44	58.13
64.00	41.77	58.44	57.72

最大値

土圧合力  $P_{ud}$  =  kN/m

土圧水平力  $P_{udh} = P_{ud} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 58.13 \times \cos(20.00^{\circ}) =$   kN/m

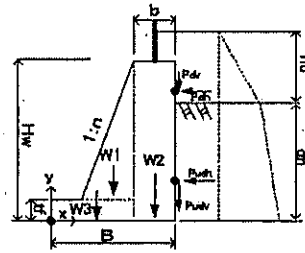
土圧鉛直力  $P_{udv} = P_{ud} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 58.13 \times \sin(20.00^{\circ}) =$   kN/m

### 5. 堆積土圧時の安定性検討

#### 1) 設計条件

奥行き1.0m当たり

- 壁高  $H_w = 4.00$  m
- 天端幅  $b = 0.50$  m
- 表法勾配  $n = 1: 0.50$
- フーチング厚  $t_f = 0.80$  m
- H-1 H2 =  $3.20$  m
- 裏込め土高  $d_h = 3.00$  m
- 崩壊土砂の堆積高  $h_d = 2.22$  m
- 空きポケット高  $H_p = 1.00$  m
- 崩壊土砂  
水平方向土圧力  $P_{dh} = 12.400$
- 裏込め土  
鉛直方向土圧力  $P_{dv} = 4.51$
- 水平方向土圧力  $P_{udh} = 54.63$
- 鉛直方向土圧力  $P_{udv} = 19.87$
- 基礎地盤の摩擦係数  $\mu = 0.60$  (砂質土)
- 滑動の安全率  $F_s = 1.2$



- コンクリートの単重  $\gamma_c = 23.0$  kN/m<sup>3</sup>
- 崩壊土の単重  $\gamma_d = 18.0$  kN/m<sup>3</sup>
- 裏込め土の単重  $\gamma_u = 19.0$  kN/m<sup>3</sup>
- 基礎地盤の粘着力  $C_B = 0.00$  kN/m<sup>2</sup>
- 地盤の許容支持力度  $q_a = 450$  kN/m<sup>2</sup>
- 底版幅  $B = 3.00$  m

#### 2) 荷重計算

		計算式	H kN	V kN	作用位置 m	M kN·m
躯体自重	W1	$1/2 \times 3.20^2 \times 0.50 \times 23.0$	-	58.88	x=1.83	107.75
	W2	$4.00 \times 0.50 \times 23.0$	-	46.00	x=2.75	126.50
		$(3.00 - 0.50) \times 0.8 \times 23.0$	-	46.00	x=1.25	
土圧	Pdh	4.1)項参照	12.40	-	y=3.74	-46.38
	Pdv	4.1)項参照	-	4.51	x=3.00	13.53
	Pudh	4.2)項参照	54.63	-	y=1.00	-54.63
	Pudv	4.2)項参照	-	19.87	x=3.00	59.61
合計(Σ)			67.03	175.26		206.38

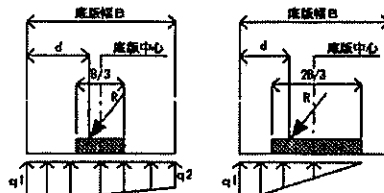
#### 3) 安定計算

①転倒に対する安定性 :  $d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{206.38}{175.26} = 1.18$  m

$|e| = B/2 - d = 3.00/2 - 1.18 = 0.32$  m  $\leq B/3 = 1.00$  m ... OK

②滑動に対する安定性 :  
 $F_s = \frac{\mu \times \Sigma V + C_B \cdot l}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 175.26 + 0.00 \times 3.00}{67.03} = 1.57 \geq 1.20$  ... OK

③支持力に対する安定性 :  
 $|e| = \frac{0.32}{175.26} \leq \frac{0.5}{6 \times 0.32} = B/6$  より台形分布となる。  
 $q1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{175.26}{3.00} \cdot \left(1 + \frac{6 \times 0.32}{3.00}\right) = 95.8 \leq 450$  kN/m<sup>2</sup> ... OK  
 $q2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{175.26}{3.00} \cdot \left(1 - \frac{6 \times 0.32}{3.00}\right) = 21.0 \leq 450$  kN/m<sup>2</sup> ... OK



(a) 合力の作用点が底版中央の底版幅1/3の中にある場合 (台形分布)

(b) 合力の作用点が底版中央の底版幅2/3の外にありかつ底版中央の底版幅1/3の外にある場合 (三角形分布)

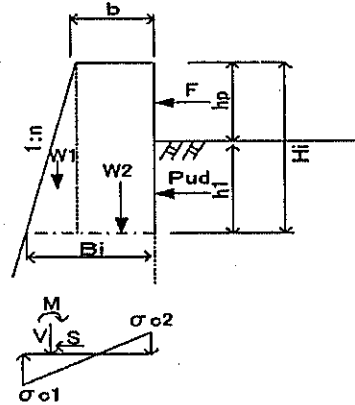
## 6. 躯体の断面応力度の検討

躯体の断面応力度の検討は最も危険となる断面で照査する。

ここでは、例として裏込め土地表面での計算結果を示すが、実際は天端から底面までの各点での照査を行う必要がある。

### 1) 設計条件

照査位置 $H_i$ =	<input type="text" value="1.00"/> m(天端からの距離)	奥行き $L=1.0$ m当たり
天端幅 $b$ =	<input type="text" value="0.50"/> m	
表法勾配 $n=1$ :	<input type="text" value="0.50"/>	
裏法勾配 $m=1$ :	<input type="text" value="0.00"/>	
空きポケット高 $H_p$ =	<input type="text" value="1.00"/> m	
土圧作用高 $h_1$ =	<input type="text" value="0.00"/> m	
水平方向土圧係数 $K_{a\text{dh}}$ =	<input type="text" value="0.266"/> 2.項参照	
鉛直方向土圧係数 $K_{a\text{dv}}$ =	<input type="text" value="0.097"/> 2.項参照	
裏込め土の単重 $\gamma_u$ =	<input type="text" value="19.0"/> kN/m <sup>3</sup>	
衝撃力 $F$ =	<input type="text" value="52.55"/> kN	3.項参照
コンクリートの単重 $\gamma_c$ =	<input type="text" value="23.0"/> kN/m <sup>3</sup>	コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck}$ = <input type="text" value="18"/> N/mm <sup>2</sup>



$B_i = 1.00 \text{ m}$

コンクリートの許容曲げ圧縮応力度  $\sigma_{ca} = 1.5(\sigma_{ck}/4) = 1.5(18/4) = 6.75 \text{ N/mm}^2$

コンクリートの許容曲げ引張り応力度  $\sigma_{cat} = 1.5(\sigma_{ck}/80) = 1.5(18/80) = 0.33 \text{ N/mm}^2$

コンクリートの許容せん断応力度  $\tau_{ca} = 1.5(\sigma_{ck}/100 + 0.15) = 1.5(18/100 + 0.15) = 0.49 \text{ N/mm}^2$

### 2) 荷重計算

		計算式	S KN	V KN	作用位置 m	M KN·m
躯体自重	W1	$1/2 \times 1.00^2 \times 0.50 \times 23.00$	—	5.75	0.33	1.92
	W2	$1.00 \times 0.50 \times 23.00$	—	11.50	0.75	8.63
土圧	Pudh	$1/2 \times h_1^2 \times k_{a\text{dh}} \times \gamma_u$	0.00	—	0.00	0.00
	Pudv	$1/2 \times h_1^3 \times k_{a\text{dv}} \times \gamma_u$	—	0.00	1.00	0.00
衝撃力	F	3.項参照	52.55	—	0.50	-26.28
合計			52.55	17.25		-15.73

### 3) 断面計算

$$d = \frac{M}{V} = \frac{-15.73}{17.25} = -0.91 \text{ m}$$

$$e = B_i/2 - d = 1.41 \text{ m}$$

コンクリート断面の縁応力度  
 $\sigma_{c1} = V/B_i \cdot (1 + 6e/B_i) = 163.4 \text{ kN/m}^2 = 0.164 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 6.75 \text{ N/mm}^2$   
 ..... OK

$\sigma_{c2} = V/B_i \cdot (1 - 6e/B_i) = -128.9 \text{ kN/m}^2 = -0.129 \text{ N/mm}^2 \geq -\sigma_{cat} = -0.33 \text{ N/mm}^2$   
 ..... OK

コンクリートのせん断応力度  
 $A = B_i \times 1.0\text{m} = 1.0 \text{ m}^2$

$\tau_c = S/A = 52.6 \text{ kN/m}^2 = 0.053 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ca} = 0.49 \text{ N/mm}^2$   
 ..... OK

## 2. もたれ式擁壁設計計算例

### 2.1 標準形状での設計計算例

衝撃力作用時の安定計算	1. 崩壊土砂による移動の力 1) 設計定数 2) 移動の力
	2. 土圧の算定
	3. 衝撃力作用時の安定性検討 1) 設計条件 2) 荷重計算 3) 安定計算 4) 自重の計算
堆積土圧時の安定計算	4. 堆積土圧の算定 1) 崩壊土砂による土圧 2) 裏込め土による土圧
	5. 堆積土圧時の安定性検討 1) 設計条件 2) 荷重計算 3) 安定計算 4) 自重の計算
6. 躯体の断面応力度の検討 1) 設計条件 2) 荷重計算 3) 断面計算	

1. 崩壊土の移動の力

1) 設計定数

土石等の密度  $\rho_m = \boxed{1.8} \text{ t/m}^3$

重力加速度  $g = \boxed{9.81} \text{ m/s}^2$

土石等の比重  $\sigma = \boxed{2.6} \text{ t/m}^3$

土石等の容積濃度  $C = \boxed{0.5}$

内部摩擦角  $\phi = \boxed{30}^\circ$

流体抵抗係数  $f_b = \boxed{0.025}$

2) 移動の力

「土砂災害防止に関する基礎調査の手引き」より下式により算出する。

$$F_{sm} = \rho_m g h_{sm} \left[ \left\{ \frac{b_u}{a} \left( 1 - \exp\left(-\frac{2aH}{h_{sm} \sin \theta}\right) \right) \cos^2(\theta_u - \theta_d) \right\} \exp\left(-\frac{2ax}{h_{sm}}\right) + \frac{b_d}{a} \left( 1 - \exp\left(-\frac{2ax}{h_{sm}}\right) \right) \right]$$

$$a = \frac{2}{(\sigma - 1)C + 1} f_b = \frac{2}{(2.6 - 1)0.5 + 1} \cdot 0.025 = \boxed{0.028}$$

$$b_u = \cos \theta_u \left\{ \tan \theta_u - \frac{(\sigma - 1)C}{(\sigma - 1)C + 1} \tan \phi \right\}$$

$$b_d = \cos \theta_d \left\{ \tan \theta_d - \frac{(\sigma - 1)C}{(\sigma - 1)C + 1} \tan \phi \right\}$$

斜面高	移動の高さ	斜面勾配	距離	bu	bd	流速	移動の力	
Hs	h <sub>sm</sub>	θ <sub>u</sub>	θ <sub>d</sub>			X	V	F <sub>sm</sub>
m	m	°	°	m		m/s	kN/m <sup>2</sup>	
20.0	1.00	40	0	2.0	0.45	-0.26	7.66	105.6

2. 土圧の算定

土圧の算定は試行くさび土圧(切土部土圧)とし、背面土の勾配は水平とする。  
(すべり線と地山線が同じ点で発する場合)

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \delta')}{\cos(\omega - \delta' - \alpha - \delta)}$$

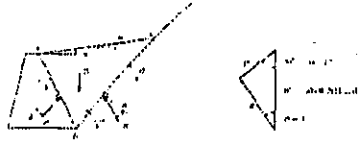
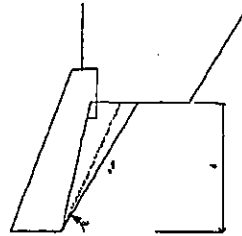


図 2.1 土圧の算定

- ここに、  
 W:土くさびの重量(kN/m)  
 P:土圧合力(kN/m)  
 α:壁背面と鉛直面のなす角(°)  
 δ':切り土面におけるすべり摩擦角(°)  
 δ:壁面摩擦角(°)  
 ω:仮定したすべり面と水平面のなす角(°)



奥行き土圧作用幅 L =  m

裏込め土高さ dh =  m

裏込め土砂の単位体積重量 γu =  kN/m<sup>3</sup>

裏込め土砂の内部摩擦角 φu =  °

土圧作用面と鉛直面のなす角度 αw =  =  °

壁面摩擦角 δ =  ° (2/3φ)

切り土面の摩擦角 δ' =  ° (切土面;粗)

切り土面の角度 f =  =  °

すべり角 ω °	土重 Wu kN/m	土圧合力 Pud kN/m
63.47	73.85	43.24
64.00	68.52	42.35

最大値

土圧合力 Pud =  kN/m

土圧水平力 Pudh = Pud · cos(α + δ) = 43.24 × cos(8.73°) =  kN/m

土圧鉛直力 Pudv = Pud · sin(α + δ) = 43.24 × sin(8.73°) =  kN/m

換算土圧係数

水平方向 Kaudh =  $\frac{2 \text{ Pudh}}{\gamma_d \cdot h_d^2}$  =  $\frac{2 \cdot 42.74}{19.0 \cdot 25.0}$  =

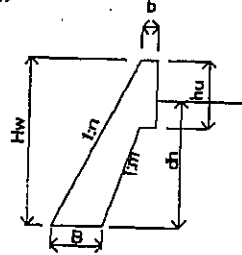
鉛直方向 Kaudv =  $\frac{2 \text{ Pudv}}{\gamma_d \cdot h_d^2}$  =  $\frac{2 \cdot 6.56}{19.0 \cdot 25.0}$  =

3. もたれ式擁壁の安定計算例(衝撃力作用)

1) 設計条件

壁高  $H_w = 6.00$  m  
 天端幅  $b = 0.50$  m  
 上部擁壁高  $h_u = 1.50$  m  
 表法勾配  $n = 1 : 0.50$   
 裏法勾配  $m = 1 : 0.20$   
 裏込め土高  $d_h = 6.00$  m

奥行き1.0m当たり



衝撃力  $F_{sm} = 105.6$  kN/m<sup>2</sup>  
 移動の高さ  $h_{sm} = 1.00$  m  
 緩和係数  $\alpha = 0.50$   
 土圧合力  $P_{ud} = 43.24$  kN/m  
 壁面摩擦角  $\delta = 20^\circ$   
 基礎地盤の摩擦係数  $\mu = 0.60$   
 滑動の安全率  $F_s = 1.0$   
 コンクリートの単重  $\gamma_c = 23.0$  kN/m<sup>3</sup>  
 裏込め土の単重  $\gamma_d = 19.0$  kN/m<sup>3</sup>  
 基礎地盤の粘着力  $C_a = 0.00$  kN/m<sup>2</sup>  
 地盤の許容支持力度  $q_a = 450$  kN/m<sup>2</sup>  
 底版幅  $B = 2.30$  m

2) 荷重計算

		計算式	H	V	作用位置	M
			kN	kN	m	kN·m
躯体自重	$W_c$	次項参照	-	198.38	$x=2.01$	399.17
裏込土圧	$P_{udh}$	2項参照	42.74	-	$y=1.67$	-71.23
	$P_{udv}$	2項参照	-	6.56	$x=2.63$	17.27
衝撃力	$F$	$\alpha \cdot F_{sm} \cdot h_{sm}$	52.80	-	$y=5.50$	-290.40
合計( $\Sigma$ )			95.54	204.94		54.81

3) 安定計算

① 転倒に対する安定性 :  $d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{54.81}{204.94} = 0.27$  m

$|e| = B/2 - d = 2.30/2 - 0.27 = 0.88$  m  $> B/3 = 0.77$  m .....OUT

② 滑動に対する安定性 :  
 $F_s = \frac{\mu \times \Sigma V + C_a \cdot B}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 204.94 + 0.00 \times 2.30}{95.54} = 1.29 \geq 1.00$  .....OK

③ 支持力に対する安定性 :  
 $|e| = 0.88 \geq 0.385 = B/6$  より三角形分布となる。  
 $q_1 = \frac{2 \Sigma V}{3d} = \frac{2 \times 204.94}{3 \times 0.27} = 506.0 > 450$  kN/m<sup>2</sup> .....OUT  
 $q_2 = 0.0 \leq 450$  kN/m<sup>2</sup> .....OK



4) 自重の計算

突行き1.0m当たり

壁高  $H_w = 6.00$  m

天端幅  $b = 0.50$  m

上部附壁高  $h_u = 1.50$  m

表法勾配  $n = 1: 0.50$

裏法勾配  $m = 1: 0.20$

裏込め土高  $d_h = 5.00$  m

下部附壁高  $H - h_u = 4.50$  m

底板幅  $B = 2.30$  m

コンクリートの単重  $\gamma_c = 23.0$  kN/m<sup>3</sup>

座標値法によって計算する。

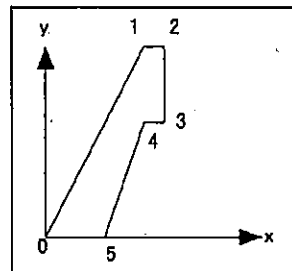
$$A_i = \frac{1}{2} \sum (x_{i+1} \cdot y_i - x_i \cdot y_{i+1})$$

$$G_y = -\frac{1}{2} \sum (y_{i+1} - y_i) \left\{ x_i^2 + \frac{1}{3} (x_{i+1} - x_i) (x_{i+1} + 2x_i) \right\}$$

$$G_x = \frac{1}{2} \sum (x_{i+1} - x_i) \left\{ y_i^2 + \frac{1}{3} (y_{i+1} - y_i) (y_{i+1} + 2y_i) \right\}$$

$$x_c = \frac{G_x}{A_i}$$

$$y_c = \frac{G_y}{A_i}$$



No.	x (m)	y (m)	A	G <sub>y</sub>	G <sub>x</sub>
0	0.000	0.000	0.000	-9.000	18.000
1	3.000	6.000	1.500	0.000	9.000
2	3.500	6.000	2.625	9.188	0.000
3	3.500	4.500	-0.675	0.000	-3.038
4	3.200	4.500	5.175	17.168	-3.038
5	2.300	0.000	0.000	0.000	0.000
6	0.000	0.000	-	-	-
Σ			8.625	17.355	20.925

重量  $W_c = 198.38$  kN/m  
 重心位置  $x_c = G_y/A = 2.01$  m  
 $y_c = G_x/A = 2.43$  m

4. 堆積土圧の算定

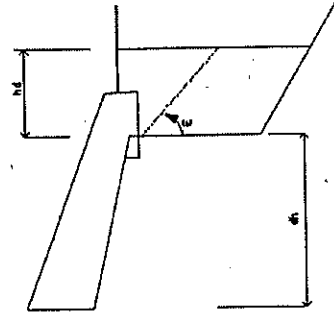
崩壊土砂、裏込め土砂の土質定数が違うことから、別個に土圧を算出する。

1) 崩壊土砂による土圧

土圧の算定は試行くさび土圧(盛土部土圧)とし、背面土の勾配は水平とする。

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

ここに、  
 W: 土くさびの重量(kN/m)  
 P: 土圧合力(kN/m)  
 $\alpha$ : 壁背面と鉛直面のなす角(°)  
 $\phi$ : 土のせん断抵抗角(°)  
 $\delta$ : 壁面摩擦角(°)  
 $\omega$ : 仮定したすべり面と水平面のなす角(°)



奥行き土圧作用幅 L =  m

崩壊土砂の堆積高さ hd =  m

崩壊土砂の単位体積重量  $\gamma_d$  =  kN/m<sup>3</sup>

崩壊土砂の内部摩擦角  $\phi_d$  =  °

土圧作用面と鉛直面のなす角度  $\alpha_w$  =  °

壁面摩擦角  $\delta$  =  ° (2/3  $\phi$ )

すべり角 $\omega$ °	土重 Wd kN/m	土圧合力 Pd kN/m
55.00	29.43	12.48
56.00	28.33	12.48
57.00	27.30	12.48

最大値

土圧合力 Pd =  kN/m

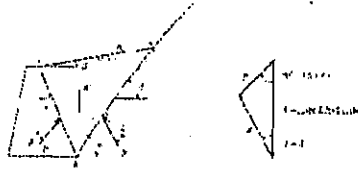
土圧水平力 Pdh = Pd · cos( $\alpha + \delta$ ) = 12.49 × cos(20.00°) =  kN/m

土圧鉛直力 Pdv = Pd · sin( $\alpha + \delta$ ) = 12.49 × sin(20.00°) =  kN/m

2) 裏込め土による土圧

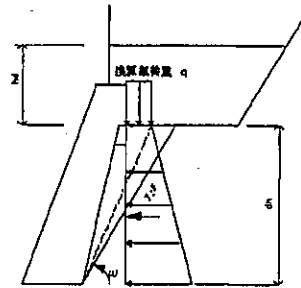
試行くさび法(切土部土圧)により求める。  
(すべり線と地山線が同じ点で発する場合)

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \delta')}{\cos(\omega - \delta' - \alpha - \delta)}$$



- ここに、  
 W: 土くさびの重量(kN/m)  
 P: 土圧合力(kN/m)  
 $\alpha$ : 壁背面と鉛直面のなす角(°)  
 $\delta'$ : 切り土面におけるすべり摩擦角(°)  
 $\delta$ : 壁面摩擦角(°)  
 $\omega$ : 仮定したすべり面と水平面のなす角(°)

図 2.1.15 土圧計算



奥行き土圧作用幅  $B = 1.0$  m

裏込め土高  $d = 5.0$  m

堆積高  $hd = 2.16$  m

土圧作用高さ  $dh = 5.0$  m

裏込め土砂の単位体積重量  $\gamma_u = 19.0$  kN/m<sup>3</sup>

裏込め土砂の内部摩擦角  $\phi_u = 30$  °

土圧作用面と鉛直面のなす角度  $\alpha = 1.02 = -11.27$  °

壁面摩擦角  $\delta = 20$  ° (2/3 $\phi$ )

切り土面の摩擦角  $\delta' = 30$  ° (切土面: 粗 =  $\phi$ )

切り土面の角度  $f = 1.05 = 63.47$  °

すべり角 $\omega$ °	土重 $W_u$ kN/m	換算荷重 $\alpha$ kN/m	土圧合力 $P_{ud}$ kN/m
63.47	68.52	55.99	76.87
64.00	68.52	55.99	76.87

最大値

土圧合力  $P_{ud} = 78.64$  kN/m

土圧水平力  $P_{udh} = P_{ud} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 78.64 \times \cos(8.73^\circ) = 77.73$  kN/m

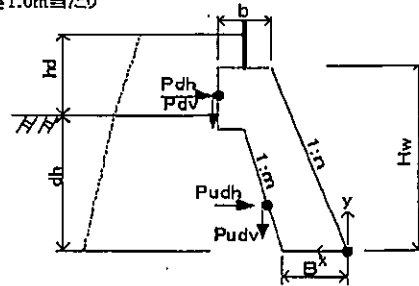
土圧鉛直力  $P_{udv} = P_{ud} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 78.64 \times \sin(8.73^\circ) = 11.93$  kN/m

5. 堆積土圧時の安定性検討

1) 設計条件

- 壁高  $H_w = 6.00$  m
- 天端幅  $b = 0.50$  m
- 上部擁壁高  $h_u = 1.50$  m
- 表法勾配  $n = 1: 0.50$
- 裏法勾配  $m = 1: 0.20$
- 裏込め土高  $d_h = 5.00$  m
- 崩壊土砂の堆積高  $h_d = 1.16$  m
- 空きポケット高  $H_p = 1.00$  m
- 崩壊土砂  
水平方向土圧力  $P_{dh} = 11.74$
- 鉛直方向土圧力  $P_{dv} = 4.27$
- 裏込め土  
水平方向土圧力  $P_{udh} = 77.73$
- 鉛直方向土圧力  $P_{udv} = 11.93$
- 基礎地盤の摩擦係数  $\mu = 0.60$
- 滑動の安全率  $F_s = 1.2$

奥行き1.0m当たり



- コンクリートの単重  $\gamma_c = 23.0$  kN/m<sup>3</sup>
- 崩壊土の単重  $\gamma_d = 18.0$  kN/m<sup>3</sup>
- 裏込め土の単重  $\gamma_u = 19.0$  kN/m<sup>3</sup>
- 基礎地盤の粘着力  $C_a = 0.00$  kN/m<sup>2</sup>
- 地盤の許容支持力度  $q_a = 450$  kN/m<sup>2</sup>
- 底版幅  $B = 2.30$  m

2) 荷重計算

		計算式	H kN	V kN	作用位置 m	M kN·m
躯体自重	Wc	次項参照	-	198.38	x=2.01	399.17
土圧	Pdh	4.1)項参照	11.74	-	y=5.39	-63.24
	Pdv	4.1)項参照	-	4.27	x=3.50	14.95
	Pudh	4.2)項参照	77.73	-	y=1.67	-129.81
	Pudv	4.2)項参照	-	11.93	x=2.63	31.42
合計(Σ)			89.47	214.58		252.49

3) 安定計算

①転倒に対する安定性 :  $d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{252.49}{214.58} = 1.18$  m

$|e| = B/2 - d = 2.30/2 - 1.18 = 0.03$  m  $\leq B/3 = 0.77$  m

.....OK

②滑動に対する安定性 :

$F_s = \frac{\mu \times \Sigma V + C_a \cdot l}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 214.58 + 0.00 \times 2.30}{89.47} = 1.44 \geq 1.20$

.....OK

③支持力に対する安定性 :

$|e| = 0.03 \leq 0.385 = B/6$  より台形分布となる。

$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{214.58}{2.30} \cdot \left(1 + \frac{6 \times 0.03}{2.30}\right) = 100.6 \leq 450$  kN/m<sup>2</sup> .....OK

$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{214.58}{2.30} \cdot \left(1 - \frac{6 \times 0.03}{2.30}\right) = 86.0 \leq 450$  kN/m<sup>2</sup> .....OK

4) 自重の計算

奥行き1.0m当たり

壁高 Hw = 6.00 m

天端幅 b = 0.50 m

上部擁壁高 hu = 1.50 m

表法勾配 n = 1: 0.50

裏法勾配 m = 1: 0.20

裏込め土高 dh = 5.00 m

下部擁壁高 H-hu = 4.50 m

底板幅 B = 2.30 m

コンクリートの単重  $\gamma_c = 22.0 \text{ kN/m}^3$

座標値法によって計算する。

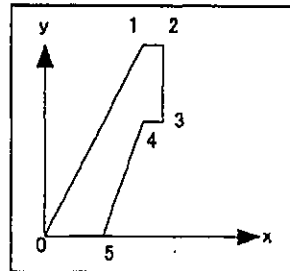
$$A_i = \frac{1}{2} \sum (x_{i,u} \cdot y_i - x_i \cdot y_{i,u})$$

$$G_y = -\frac{1}{2} \sum (y_{i,u} - y_i) \left\{ x_i^2 + \frac{1}{3} (x_{i,u} - x_i) (x_{i,u} + 2x_i) \right\}$$

$$G_x = \frac{1}{2} \sum (x_{i,u} - x_i) \left\{ y_i^2 + \frac{1}{3} (y_{i,u} - y_i) (y_{i,u} + 2y_i) \right\}$$

$$x_c = \frac{G_x}{A_c}$$

$$y_c = \frac{G_y}{A_c}$$



No.	x(m)	y(m)	A	G <sub>y</sub>	G <sub>x</sub>
0	0.000	0.000	0.000	-9.000	18.000
1	3.000	6.000	1.500	0.000	9.000
2	3.500	6.000	2.625	9.188	0.000
3	3.500	4.500	-0.675	0.000	-3.038
4	3.200	4.500	5.175	17.168	-3.038
5	2.300	0.000	0.000	0.000	0.000
0	0.000	0.000	-	-	-
Σ			8.625	17.355	20.925

重量  $W_c = 198.38 \text{ kNm}$   
 重心位置  $x_c = G_y/A = 2.01 \text{ m}$   
 $y_c = G_x/A = 2.43 \text{ m}$